

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ

ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

*до виконання курсового проекту,
розрахунково-графічної роботи, практичних занять
та самостійної роботи
з курсів*

“Будівельні конструкції” та “Будівельні конструкції (залізобетонні конструкції)”

*(для студентів 3 курсу денної, 3-4 курсів заочної форм навчання за
напрямком підготовки 6.060101 “Будівництво”, та слухачів другої
вищої освіти спеціальності “Міське будівництво та господарство”)*

Харків
ХНАМГ
2011

Методичні вказівки до виконання курсового проекту, розрахунково-графічної роботи, практичних занять та самостійної роботи з курсів “Будівельні конструкції” та “Будівельні конструкції (залізобетонні конструкції)” (для студентів 3 курсу денної, 3-4 курсів заочної форм навчання за напрямком підготовки 6.060101 “Будівництво”, та слухачів другої вищої освіти спеціальності “Міське будівництво та господарство”) / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад: Н. О. Псурцева, О. М. Пустовойтова. – Х.: ХНАМГ, 2011. – 48 с.

Укладачі: Н. О. Псурцева, О. М. Пустовойтова

Рецензент: доц. О. М. Шаповалов

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 1 від 30 серпня 2011 р.

1. ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

У цих методичних вказівках викладена методика розрахунку та конструювання елементів залізобетонних конструкцій багатопверхових цивільних і промислових будівель каркасного типу.

За індивідуальним завданням необхідно запроектиувати основні несучі конструкції будівлі з неповним залізобетонним каркасом і залізобетонним перекриттям. Будівля з жорсткою конструктивною схемою.

1.1. Етапи виконання курсового проекту

а) Розробити компоновку конструктивної схеми будівлі без підвалу з вибором розбивочних осей, прив'язати до них колони і зовнішні стіни, розкласти плити збірного перекриття (рис. 1) з урахуванням уніфікованих розмірів за їх шириною (плити круглопорожнисті приймаємо шириною 1000, 1200, 1400, 1600, 1800, добірні – 400, 600 мм, плити ребристі – 1200, 1500, добірні – 400, 600 мм). Товщину цегляних стін умовно приймаємо для першого снігового району – 510; для другого – 640; для інших районів – 770 мм. Розміри вікон, конструкцію підлоги та покриття студенти вибирають самостійно з урахуванням призначення будівлі. Покриття будівлі – плоске сумісне без технічного поверху.

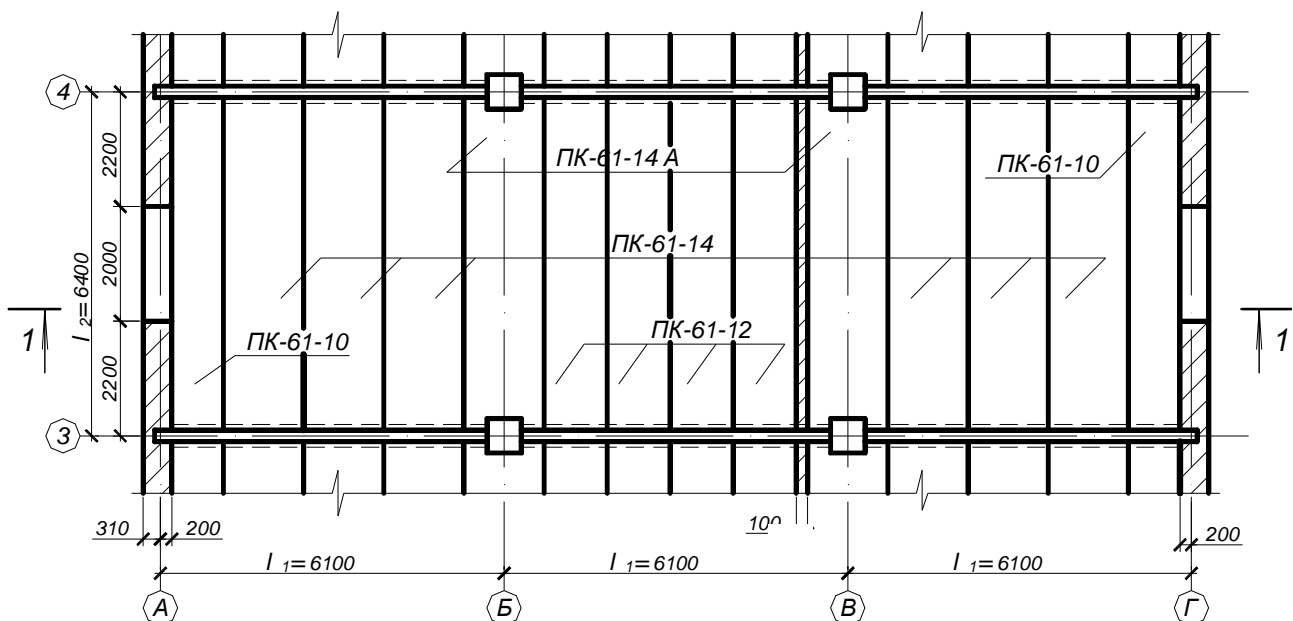


Рис. 1 – Приклад компоновання збірного перекриття (фрагмент)

б) Розробити та накреслити план будівлі та поперечний переріз (рис. 1, 2).

в) Розрахувати і законструювати:

- збірну залізобетонну плиту перекриття;
- збірний залізобетонний ригель крайнього прольоту;
- збірну залізобетонну колону першого поверху;
- монолітний фундамент під колону або збірний залізобетонний стрічковий фундамент під зовнішні кам'яні стіни.

При конструюванні залізобетонних елементів необхідно скласти специфікацію арматури і таблицю вибірки арматури на кожний елемент.

1.2. Загальні вказівки щодо проектування

Плити перекриття. Проектуємо з круглими порожнинами (цивільна будівля) або ребристими (промислова будівля). Плити розраховуємо як однопрольотні балки, що вільно лежать і завантажені рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахунковий проліт плит l_0 залежить від форми поперечного перерізу ригеля і характеру спирання і дорівнює відстані між центрами опорних площадок плит.

Розрахунок міцності плити виконуємо як для таврового перерізу з полицею у стиснутій зоні.

Рекомендовані класи: бетону – В20, В25, робочої поздовжньої арматури – А400С, арматури хомутів і конструктивної арматури – Вр-I, А240С.

Ригель. Для промислових та цивільних будівель ригель має форму тавра з полицею у нижній зоні. Розміри перерізу приймають кратними 100 мм за висотою та 50 мм за шириною. Розрахунковий проліт ригеля – відстань між вісями опинань, при цьому враховують монтажні допуски і глибину заведення в стіну – 250, 300 мм. Статичний розрахунок ригеля виконують як для частково защемленої на колоні балки з опорним моментом $M_{on.} = 0,2 M$ і прольотним $M_{np.} = 0,9M$, де M – момент цієї балки при її шарнірному спиранні.

Рекомендовані класи: бетону – В25, В30; робочої поздовжньої арматури – А400С, арматури хомутів і конструктивної арматури – Вр-I, А240С.

Колони. Приймають квадратного перерізу з розміром сторін, кратним 50 мм. Мінімальний розмір колон цивільної будівлі – 300х300, промислової – 400х400 мм.

Рекомендовані класи: бетону – В25, В30, робочої арматури – А400С; арматури хомутів – Вр-I, А240С, сітки непрямого армування із сталі – Вр-I.

Фундаменти під колони проектують центрально навантаженими, квадратними в плані. Розміри визначають розрахунком і приймають кратними в плані 300 мм (2700; 3000; 3300 мм і т. д.) і за висотою – 150 мм (600; 750; 900; 1050 і т. д.). Відмітку верха фундаменту приймають – 0,15 м.

Рекомендовані класи: бетону – В12,5, В15; робочої арматури – А400С; конструктивної – А240С.

1.3. Склад курсового проекту (РГР)

Пояснювальна записка має включати титульний аркуш, завдання на проектування, розрахунок і конструювання, список використаних джерел.

Графічна частина має складатися з плану (фрагмента) і перерізу будівлі (масштаб 1:100; 1:200), конструкції плити перекриття, ригеля, колони та фундаменту (масштаб 1:20, 1:50, 1:100) зі специфікацією і вибіркою арматури.

2. ПРОЕКТУВАННЯ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЛІ

Вихідні дані для проектування (приклад):

Тип будівлі – цивільна (промислова).

Прольоти: поперечний – $l_1 = 6,1$ м;

поздовжній – $l_2 = 6,4$ м.

Кількість поверхів – $n_{пов.} = 4$.

Висота поверхів – $H_{пов.} = 4,5$ м.

Змінне характеристичне (ДБН В.1.2-2-2006 рис. 8.1 або додаток Е) навантаження $\nu = 5$ кН/м², в тому числі тривале – 3,5 кН/м²; короткочасне – 1,5 кН/м².

Місце будівництва – м. Харків (5 кліматичний район).

2.1. Збір навантажень на м²

Визначення навантажень і зусиль на елементи будівель виконуємо в такій послідовності. Попередньо визначаємо розміри ригеля:

– висота ригеля $h = (1/10 \div 1/12) \cdot l_1 = 0,1 \cdot 610 = 61$ см.

Приймаємо кратно 100 мм: $h = 60$ см.

– ширина ригеля $b = (0,3 \dots 0,5)h = 0,4h = 0,4 \cdot 60 = 24$ см.

Приймаємо кратно 50 мм: $b = 25$ см. Навантаження від власної ваги ригеля, розподіленого за площею

$$b \cdot h \cdot \rho / l_2 = 0,25 \cdot 0,6 \cdot 25 / 6,4 = 0,586 \text{ кН/м}^2,$$

де $\rho = 25 \text{ кН/м}^2$ – щільність бетону.

Розрахунок навантажень виконуємо в табличній формі.

Таблиця 1 – Збір навантажень

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1	2	3	4
Від покриття			
Постійні (g)			
1. Тришаровий рубероїдний килим (3 x 0,04)	0,12	1,2	0,144
2. Цементна стяжка $\delta = 2,2$ см; $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$ (0,02 x 20)	0,44	1,3	0,572
3. Утеплювач – пінобетон $\delta = 12$ см; $\rho = 4 \text{ кН/м}^3$ (0,12 x 4)	0,48	1,2	0,576
4. Ребриста плита покриття	1,6	1,1	1,76
5. Власна вага ригеля	0,586	1,1	0,645
Разом (g_I)			3,697
Змінні (v)			
Снігове навантаження (короткочасне)	1,6	1,14	1,824
Разом (v_I)			1,824
Всього по покриттю ($q_I = g_I + v_I$)			5,521

Продовження табл. 1.

1	2	3	4
Від перекриття (для цивільної будівлі) Постійні (g_2)			
1. Паркетна підлога $\delta = 1,5$ см; $\rho = 7$ кН/м ³ (0,03 х 7)	0,105	1,2	0,126
2. Бітумна мастика	0,05	1,3	0,07
3. Звукоізоляція – шлакобетон $\delta = 6$ см; $\rho = 15$ кН/м ³ (0,06х15)	0,9	1,3	1,17
4. Плита перекриття з круглими порожнинами	3,0	1,1	3,3
5. Власна вага ригеля	0,586	1,1	0,645
Разом (g_2)			5,31
Змінні $v = 5,0$ кН/м²			
в тому числі: тривале	3,5	1,2	4,2
короткочасне	1,5	1,2	1,8
Разом (v_2)			6,0
Всього по перекриттю ($q_2 = g_2 + v_2$)			11,31

2.2. Навантаження на елементи будівлі

2.2.1. Погонне навантаження на плиту перекриття шириною 1,4 м:

– від постійного навантаження (без ваги ригеля)

$$g_{пл} = (5,31 - 0,645) \cdot 1,4 = 6,53 \text{ кН/м.п.};$$

– від змінного навантаження

$$v_{пл} = 6,0 \cdot 1,4 = 8,4 \text{ кН/п.м.}$$

$$\text{Повне } q_{пл} = g_{пл} + v_{пл} = 6,53 + 8,4 = 14,93 \text{ кН/м.п.}$$

2.2.2. Погонне навантаження на ригель при вантажній ширині

$$b_{sup.} = l_2 = 6,4 \text{ м.}$$

$$q_{риг} = (g_2 + v_2) \cdot b_{sup.} = 11,31 \cdot 6,4 = 72,38 \text{ кН/м.п.}$$

2.2.3. Навантаження на колону в рівні верха фундаменту з вантажної

площі $A_{sup.} = l_1 \cdot l_2$.

– від покриття (N_1)

$$N_1 = (g_1 + v_1) \cdot A_{sup.} = 5,521 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 215,54 \text{ кН};$$

– від перекриття (N_2)

$$N_2 = (n_{нов.} - 1)(g_2 + v_2) \cdot A_{sup.} = 3 \cdot 11,31 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 1324,6 \text{ кН};$$

– від власної ваги колони (N_3). Переріз колони при розрахунку навантажень приймаємо мінімальним.

$$N_3 = b_k \cdot h_k (H_{нов.} \cdot n_{нов.} + 0,15) \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,3 \cdot 0,3 (4,5 \cdot 4 + 0,15) \cdot 25 \cdot 1,1 = 44,9 \text{ кН}.$$

Повне навантаження

$$N = N_1 + N_2 + N_3 = 215,5 + 1324,6 + 44,9 = 1585,04 \text{ кН}.$$

Короткочасне навантаження від снігу

$$N_{sh1} = v_1 \cdot A_{sup.} = 1,82 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 71,05 \text{ кН}.$$

Короткочасне навантаження від перекриття

$$N_{sh2} = v_2 \cdot A_{sup.} = 1,8 \cdot 3 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 210,82 \text{ кН}.$$

Повне короткочасне навантаження:

$$N_{sh} = N_{sh1} + N_{sh2} = 71,05 + 210,82 = 281,87 \text{ кН}.$$

Тривале навантаження:

$$N_l = N - N_{sh} = 1585,04 - 281,87 = 1303,17 \text{ кН}.$$

2.2.4. Навантаження на фундамент дорівнює повному навантаженню на колону: $N = 1585,04 \text{ кН}$.

2.3. Розрахунок збірної залізобетонної плити з круглими порожнинами

2.3.1. Дані для проектування:

Бетон В25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа} = 0,105 \text{ кН/см}^2$, (табл. 1 додатка 1); $\gamma_{b2} = 0,9$. Поздовжня робоча арматура класу А400С, $R_s = 375 \text{ МПа} = 37,5 \text{ кН/см}^2$, (табл. 2 додатка 1), арматура хомутів і конструктивна арматура з дроту – Вр-I. Розрахунковий проліт плити (рис. 3)

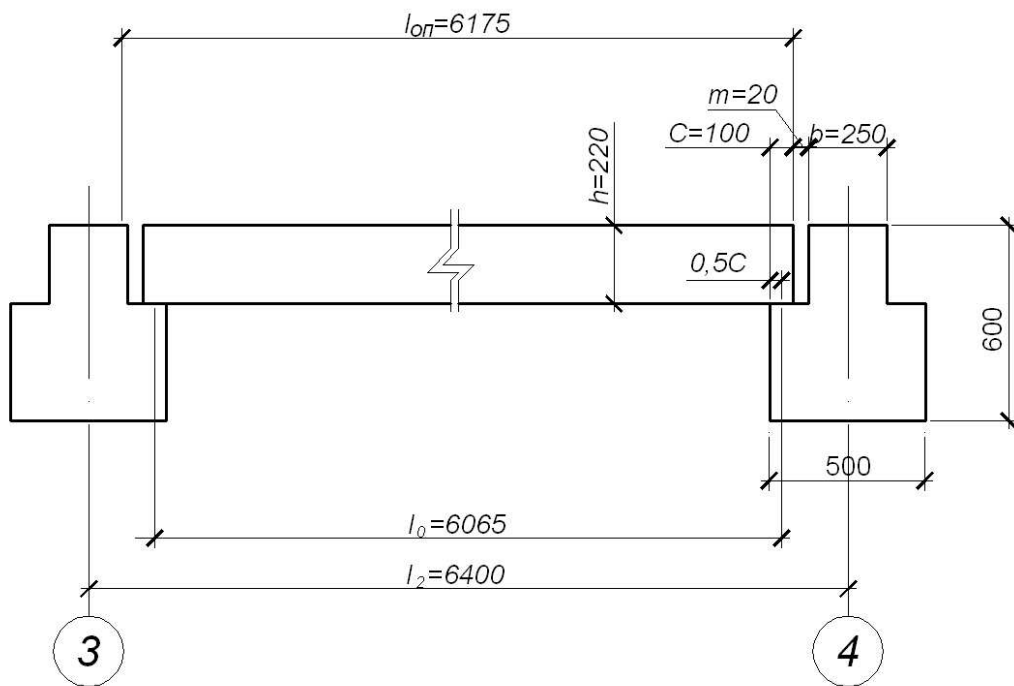


Рис. 3 – Схема визначення розрахункового прольоту плити

$$l_0 = l_2 - b - 2m - c = 6400 - 250 - 2 \times 20 - 100 = 6010 \text{ мм.}$$

Опалубкова довжина плити

$$l_{\text{оп}} = l_0 + c = 6010 + 100 = 6110 \text{ мм.}$$

Розрахунковий поперечний переріз плити наведено на рис. 4.

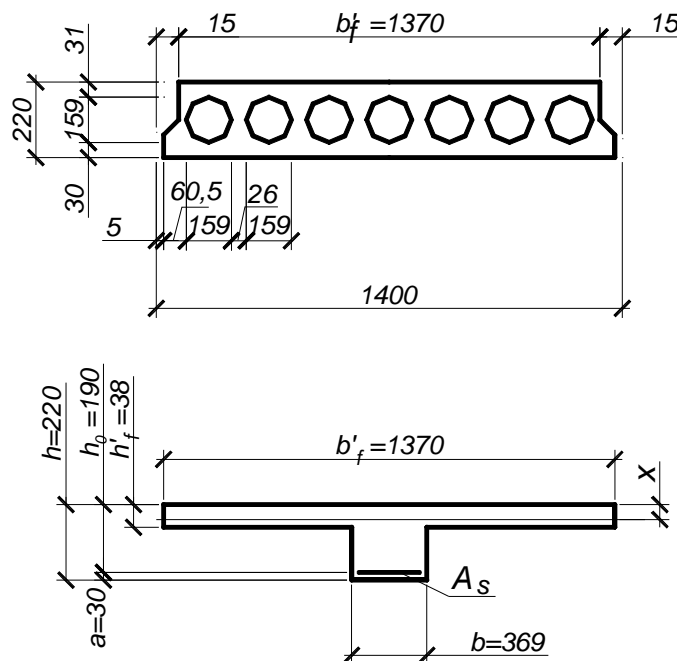


Рис. 4 – Поперечний переріз плити з круглими порожнинами

Круглий переріз порожнин приводимо до еквівалентного за площиною квадратного зі стороною

$$h_1 = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ см.}$$

$$\text{Тоді } h'_f = \frac{h - h_1}{2} = \frac{22,0 - 14,3}{2} = 3,8 \text{ см.}$$

Приймаємо $a = 3 \text{ см}$; $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}$;

$$b = b'_f - n \cdot h_1 = 137 - 7 \cdot 14,3 = 36,9 \text{ см.}$$

2.3.2. Статичний розрахунок плити

Рівномірно розподілене навантаження на плиту

$$q_{пл} = 14,93 \text{ кН/м.п.}$$

Згинальний момент згідно з рис. 5

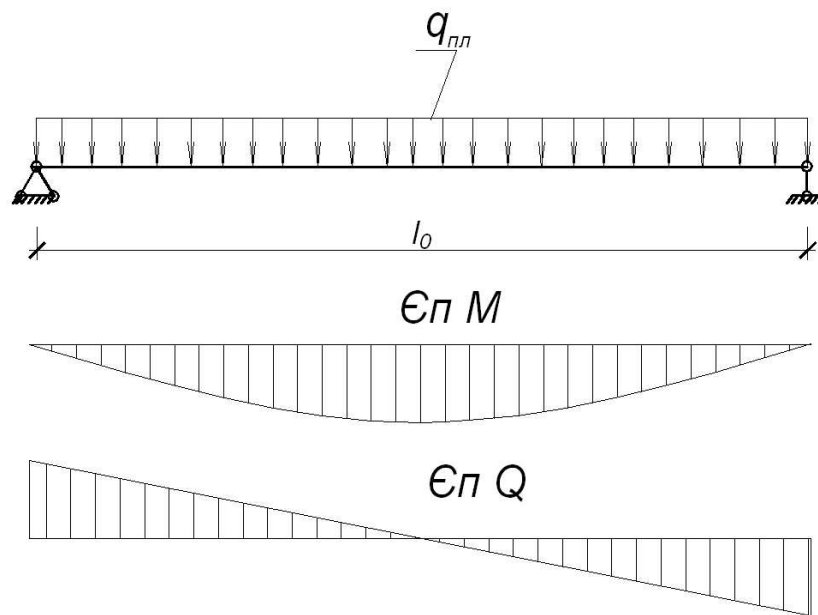


Рис. 5 – Розрахункова схема плити

$$M = \frac{q_{пл} \cdot l_0^2}{8} = \frac{14,93 \cdot 6,01^2}{8} = 67,41 \text{ кН·м.}$$

Перерізуюча сила

$$Q = \frac{q_{пл} \cdot l_0}{2} = \frac{14,93 \cdot 6,01}{2} = 44,86 \text{ кН.}$$

2.3.3. Розрахунок міцності нормального перерізу

Встановлюємо розрахунковий випадок (положення нейтральної осі).

$$\begin{aligned} \text{Тому що } M_f &= R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 1,45 \cdot 0,9 \cdot 137 \cdot 3,8 (19 - 0,5 \cdot 3,8) = \\ &= 11617 \text{ кН}\cdot\text{см} > M = 6741 \text{ кН}\cdot\text{см}, \end{aligned}$$

нейтральна вісь проходить у межах висоти полиці, розрахунок у цьому випадку виконують як для прямокутного перерізу шириною $b'_f = 137$ см.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{6741}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 137 \cdot 19^2} = 0,104 < \alpha_R = 0,415 \text{ (табл. 5}$$

додатка 1).

Із табл. 3 додатка 1 для $\alpha_m = 0,104$ $\zeta = 0,945$.

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{6741}{37,5 \cdot 0,945 \cdot 19} = 10,01 \text{ см}^2.$$

За сортаментом (додаток 1) приймаємо 8Ø14 А400С ($A_s = 12,31 \text{ см}^2$) і розташовуємо в кожному ребрі плити по одному стержню.

2.3.4. Розрахунок міцності похилих перерізів

Погонне навантаження $q_{nl} = 14,93 \text{ кН/м.п.} = 0,149 \text{ кН/см}$.

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури з умов зварювання

$$d_{sw} \geq 0,25d_s = 0,25 \cdot 14 = 3,5 \text{ мм}, d_{sw} = 4 \text{ мм},$$

кількість каркасів – 4 шт., тоді $A_{sw} = 4 \cdot 0,126 = 0,504 \text{ см}^2$,

$$R_{sw} = 265 \text{ МПа} = 26,5 \text{ кН/см}^2.$$

Крок хомутиків $S \leq h/2 = 11 \text{ см}$.

Приймаємо $S = 10 \text{ см}$. Із табл. 1, 2 додатка 1 визначаємо:

$$E_s = 17 \cdot 10^4 \text{ МПа}, E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \varphi_{bl} = 1 - 0,1R_b = 1 - 0,1 \cdot 1,45 = 0,855;$$

$$\varphi_{b2} = 2,0; \varphi_{b3} = 0,6.$$

Перевіряємо умову: інтенсивність зусилля в хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{0,504 \cdot 26,5}{10} = 1,33 \text{ кН/см},$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{3h'_f \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{3 \cdot 3,8 \cdot 3,8}{36,9 \cdot 19} = 0,046 < 0,5,$$

$$\frac{0,6(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9}{2} = 1,09 \text{ кН/см} < q_{sw} = 1,33 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{bl} \cdot \varphi_{wl} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

де $\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha\mu_w$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 5,67; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,784}{36,9 \cdot 10} = 0,0021;$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5 \cdot 5,67 \cdot 0,0021 = 1,059;$$

$$Q = 44,86 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,059 \cdot 0,855 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19 = 248,5 \text{ кН},$$

Умова виконується, тобто переріз плити достатній.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b.$$

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0. \quad \varphi_n = 0.$$

$$Q_{b \min} = 0,6(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19 = 41,6 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{nl}}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19^2}{0,149}} = 132,9 \text{ см}$$

$$Q_{b1} = \frac{2,0(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19^2}{132,9} = 19,8 \text{ кН}.$$

Приймаємо $Q_b = 41,6 \text{ кН}$.

Тому що $Q_b = 41,6 \text{ кН} < Q = 44,86 \text{ кН}$, необхідно розраховувати хомути.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0.$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2}{q_{sw}}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,046) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 36,9 \cdot 19^2}{1,33}} = 44,5 \text{ см.}$$

Оскільки $c_0 = 44,5 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см}$, приймаємо $c_0 = 38 \text{ см}$.

Тоді перерізуюча сила, яка сприймається хомутами, дорівнює:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,679 \cdot 38 = 25,8 \text{ кН.}$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу:

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 44,86 \text{ кН} = Q_b + Q_{sw} = 41,6 + 25,8 = 67,4 \text{ кН.}$$

Умова виконується, тобто міцність по похилих перерізах забезпечена.

Приклад конструювання плити з круглими порожнинами наведено в додатку 2.

2.4. Розрахунок збірної залізобетонної ребристої плити

2.4.1. Дані для проектування: прийняті згідно з п. 2.3.1. Розрахунковий переріз ребристої плити наведено на рис. 6.

$$b'_f = 136 \text{ см}, h'_f = 5 \text{ см}, b = \left(\frac{90 + 100}{2} \right) \cdot 2 = 19 \text{ см}, a = 4 \text{ см}, h_0 = 35 - 4 = 31 \text{ см.}$$

Розрахунковий проліт плити (рис. 7)

$$l_0 = l_2 - b - 2m - c = 6400 - 250 - 2 \times 20 - 130 = 5980 \text{ мм}$$

Опалубкова довжина плити

$$l_{оп} = l_0 + c = 5980 + 130 = 6110 \text{ мм.}$$

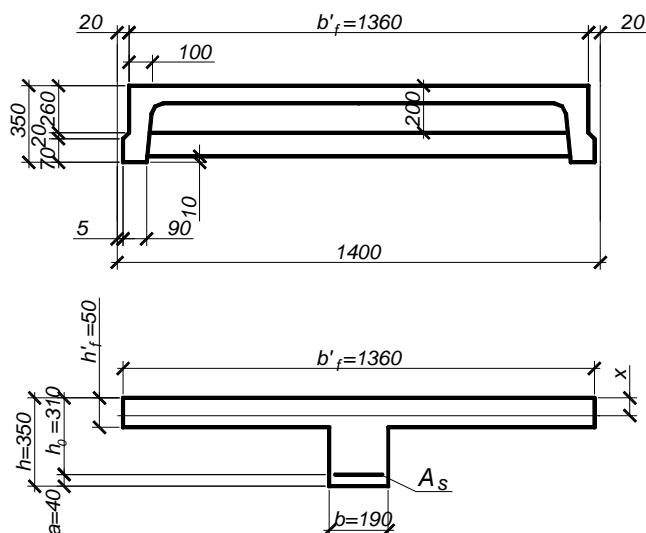


Рис. 6 – Розрахунковий переріз ребристої плити

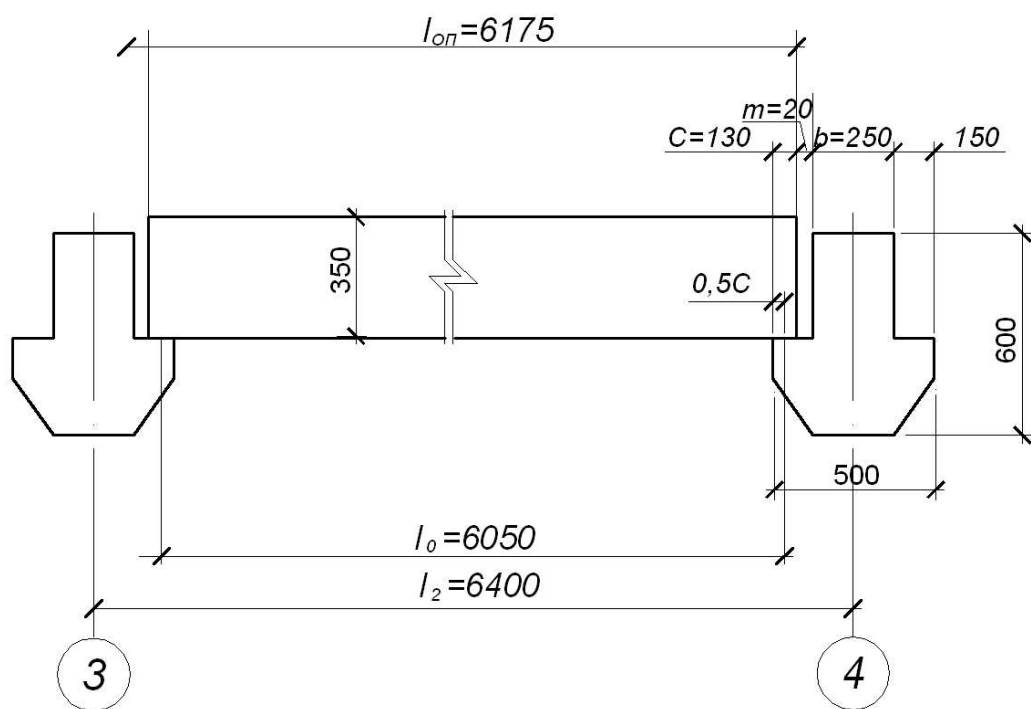


Рис. 7 – Схема визначення розрахункового прольоту плити

2.4.2. Статичний розрахунок плити

Рівномірно розподілене навантаження на ребристу плиту приймаємо умовно тому, що необхідно виконати розрахунок навантажень з урахуванням власної ваги плити ($2,5 \text{ кН/м}^2$) та іншого складу підлоги.

$$q_{nl} = 15,14 \text{ кН/м.п.}$$

Згинальний момент згідно з рис. 5

$$M = \frac{q_{nl} \cdot l_0^2}{8} = \frac{15,14 \cdot 5,98^2}{8} = 67,67 \text{ кН·м.}$$

Перерізуюча сила

$$Q = \frac{q_{nl} \cdot l_0}{2} = \frac{15,14 \cdot 5,98}{2} = 45,27 \text{ кН.}$$

2.4.3. Розрахунок міцності нормального перерізу

Встановлюємо розрахунковий випадок (положення нейтральної осі).

$$\begin{aligned} \text{Тому що } M_f &= R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 1,45 \cdot 0,9 \cdot 136 \cdot 5 (31 - 0,5 \cdot 5) = \\ &= 25291 \text{ кН·см} > M = 6767 \text{ кН·см,} \end{aligned}$$

нейтральна вісь проходить у межах висоти полиці, розрахунок виконуємо як для прямокутного перерізу з шириною $b'_f = 136 \text{ см.}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{6767}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 136 \cdot 31^2} = 0,039 < \alpha_R = 0,415 \text{ (табл. 5}$$

додатка 1).

Із табл. 3 додатку 1 для $\alpha_m = 0,039$ $\zeta = 0,979$.

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{6767}{37,5 \cdot 0,979 \cdot 31} = 5,95 \text{ см}^2.$$

За сортаментом (табл. 6 додатка 1) приймаємо 2Ø20 А400С ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$) і розташовуємо в кожному ребрі плити по одному стержню.

2.4.4. Розрахунок міцності похилих перерізів

Погонне навантаження $q_{nl} = 15,14 \text{ кН/м.п.} = 0,152 \text{ кН/см.}$

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури з умов зварювання $d_{sw} = 5 \text{ мм}$, кількість каркасів – 2 шт.,

тоді $A_{sw} = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 260 \text{ МПа} = 26 \text{ кН/см}^2$.

Крок хомутів на $\frac{1}{4}$ прольоту $S \leq h/2 = 35/2 = 17,5$ см. Приймаємо $S = 15$ см.

Із табл. 1, 2 додатка 1 знаходимо:

$$E_s = 17 \cdot 10^4 \text{ МПа}, E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \varphi_{bl} = 1 - 0,1R_b = 1 - 0,1 \cdot 1,45 = 0,855;$$

$$\varphi_{b2} = 2,0; \varphi_{b3} = 0,6.$$

Перевіряємо умову – інтенсивність зусилля в хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{0,392 \cdot 26}{15} = 0,679 \text{ кН/см},$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{3h'_f \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{3 \cdot 5 \cdot 5}{19 \cdot 31} = 0,096 < 0,5,$$

$$\frac{0,6(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19}{2} = 0,59 \text{ кН/см} < q_{sw} = 0,679 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{bl} \cdot \varphi_{wl} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

де $\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 5,67; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,392}{19 \cdot 15} = 0,00137;$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5 \cdot 5,67 \cdot 0,00137 = 1,039;$$

$$Q = 45,27 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,039 \cdot 0,855 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31 = 204,8 \text{ кН},$$

тобто переріз плити достатній.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b.$$

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0.$$

$$Q_{b \min} = 0,6(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31 = 36,6 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \quad \varphi_n = 0.$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2}{q}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31^2}{0,152}} = 157,7 \text{ см}$$

$$Q_{b1} = \frac{2,0(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31^2}{157,7} = 23,98 \text{ кН.}$$

Приймаємо $Q_b = 36,6 \text{ кН.}$

Тому що $Q_b = 36,6 \text{ кН} < Q = 45,27 \text{ кН}$ необхідно; розраховувати хомути.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0.$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2}{q_{sw}}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2,0(1 + 0,096) \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 19 \cdot 31^2}{0,679}} = 74,6 \text{ см}$$

Оскільки $c_0 = 74,6 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 31 = 62 \text{ см}$, приймаємо $c_0 = 62 \text{ см}$.

Тоді перерізуюча сила, яка сприймається хомутами, дорівнює:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,679 \cdot 62 = 42,0 \text{ кН.}$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 45,27 \text{ кН} = Q_b + Q_{sw} = 36,6 + 42,0 = 78,6 \text{ кН.}$$

Умова виконується, тобто міцність по похилих перерізах забезпечена.

Приклад конструювання ребристої плити наведено в додатку 3.

2.5. Розрахунок збірного залізобетонного ригеля (крайній проліт)

2.5.1. Дані для проектування:

Цивільна будівля. Бетон класу В30, $R_b = 17,0 \text{ МПа} = 1,7 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа} = 0,12 \text{ кН/см}^2$ (табл. 1 додатка 1); $\gamma_{b2} = 0,9$.

Поздовжня робоча арматура А400С, $R_s = 375 \text{ МПа} = 37,5 \text{ кН/см}^2$, (табл. 2 додатка 1), арматура хомутів і конструктивна арматура – А240С.

Попередньо прийняті розміри ригеля: $h = 60 \text{ см}$, $b = 25 \text{ см}$.

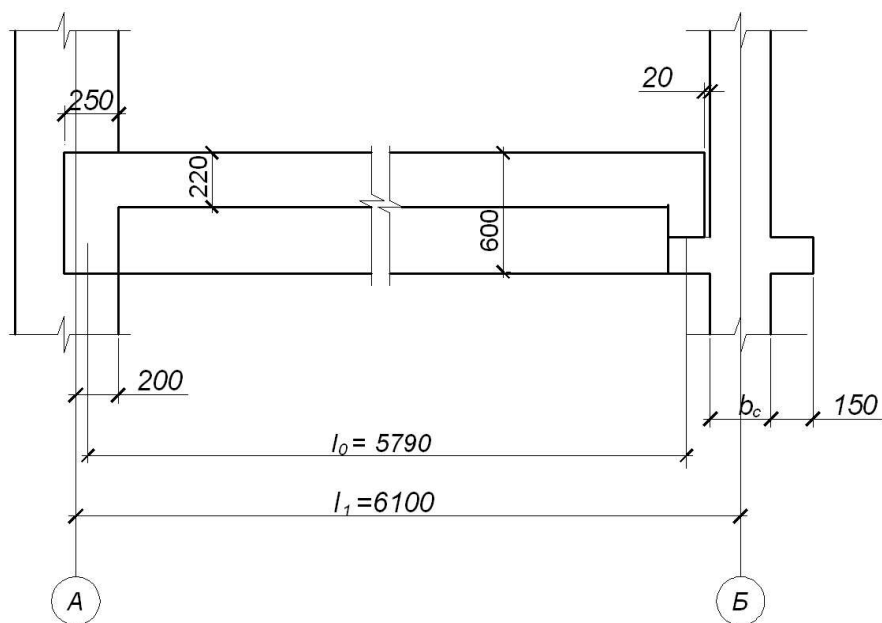


Рис. 8 – Схема визначення розрахункового прольоту ригеля

Розрахунковий прольот ригеля (рис. 8) дорівнює:

$$l_0 = l_1 - \frac{b_c}{2} - m - \frac{c}{2} - 200 + \frac{250}{2} = 6100 - \frac{300}{2} - 20 - \frac{130}{2} - 200 + \frac{250}{2} = 5790 \text{ мм}$$

Опалубкова довжина ригеля:

$$l_{\text{оп}} = l_0 + \frac{250}{2} + \frac{130}{2} = 5790 + \frac{130}{2} + \frac{250}{2} = 5980 \text{ мм}$$

2.5.2. Статичний розрахунок ригеля

Погонне навантаження на ригель $q_{\text{риг}} = 72,38 \text{ кН/м} = 0,724 \text{ кН/см}$.

Згинальні моменти згідно з рис. 9:

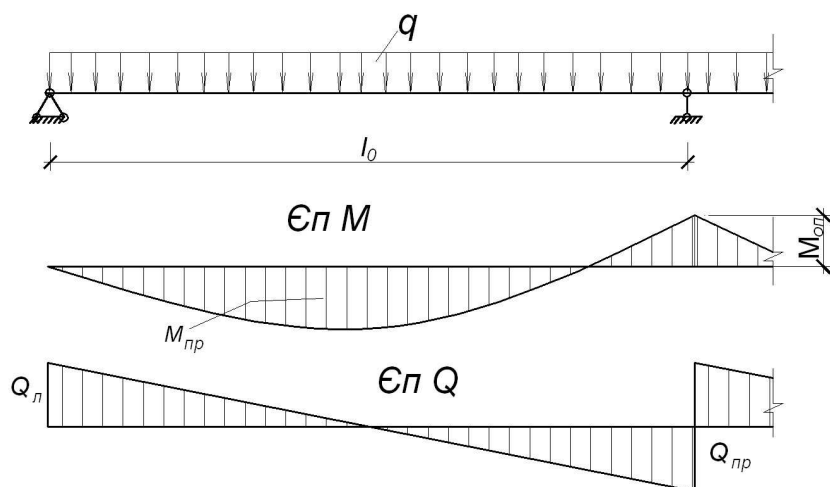


Рис. 9 – Згинальні моменти для ригеля

$$- \text{ у прольоті } M_{np} = 0,9 \frac{q_{пуз} \cdot l_0^2}{8} = 0,9 \frac{72,38 \cdot 5,79^2}{8} = 273 \text{ кН} \cdot \text{м} = 27300 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$- \text{ на опорі } M_{on} = 0,2 \frac{q_{пуз} \cdot l_0^2}{8} = 0,2 \frac{72,38 \cdot 5,79^2}{8} = 60,66 \text{ кН} \cdot \text{м} = 6066 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Перерізуюча сила на опорі праворуч:

$$Q_{np} = \frac{q \cdot l_0}{2} + \frac{M_{on}}{l_0} = \frac{72,38 \cdot 5,79}{2} + \frac{60,66}{5,79} = 220 \text{ кН}.$$

2.5.3. Розрахунок міцності нормальних перерізів

Уточнюють висоту ригеля при його ширині $b = 25$ см. Приймають більш ефективне значення $\xi = 0,35$ ($\alpha_m = 0,289$).

$$\text{Тоді } h_0 = \sqrt{\frac{M_{np}}{\alpha_m \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b}} = \sqrt{\frac{27300}{0,289 \cdot 1,7 \cdot 0,9 \cdot 25}} = 49,7 \text{ см}.$$

Висота ригеля менша за прийняту ($h_0 = 55$ см). Зменшуємо або висоту ригеля, або міцність бетону.

Зменшуємо міцність бетону і приймаємо В25. Тоді $R_b = 14,5$ МПа = $1,45$ кН/см²; $R_{bt} = 1,05$ МПа = $0,105$ кН/см².

$$h_0 = \sqrt{\frac{27300}{0,289 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 25}} = 53 \text{ см}.$$

Прийнята висота ригеля $h = 60$ см, $h_0 = h - a = 60 - 5 = 55$ см ближча до розрахункової.

Визначаємо площу перерізу арматури в прольоті:

$$\alpha_m = \frac{M_{np}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{27300}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55^2} = 0,277 < \alpha_R = 0,415.$$

Із табл. 3 додатка 1 для $\alpha_m = 0,299$; $\zeta = 0,835$.

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M_{np}}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{27300}{37,5 \cdot 0,835 \cdot 55} = 15,85 \text{ см}^2.$$

Згідно із сортаментом (табл. 6 додатка 1) приймаємо 4Ø25 А400С

($A_s = 19,63 \text{ см}^2$).

Визначаємо площу перерізу арматури на опорі $h_{0l} = 60 - 15 - 4 = 41 \text{ см}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{on}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{6066}{1,45 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41^2} = 0,11 < \alpha_R = 0,415. \text{Із табл. 3}$$

додатка 1 для $\alpha_m = 0,11$; $\zeta = 0,941$. Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M_{on}}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{6066}{37,5 \cdot 0,941 \cdot 41} = 4,56 \text{ см}^2.$$

Згідно із сортаментом (табл. 6 додатка 1) приймаємо $2\varnothing 18 \text{ A400C}$ ($A_s = 5,09 \text{ см}^2$).

2.5.4. Розрахунок міцності похилих перерізів

У запас міцності приймаємо $Q_{np} = Q = 220 \text{ кН}$ у перерізі з підрізкою та без неї.

У перерізі без підрізки ($h_0 = 55 \text{ см}$).

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури з умов зварювання $d_{sw} = 8 \text{ мм}$, кількість каркасів – 2 шт.,

тоді $A_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 0,01 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа} = 17,5 \text{ кН/см}^2$.

Крок хомутів на $\frac{1}{4}$ прольоту $S \leq h/3 = 60/3 = 20 \text{ см}$. Приймаємо $S = 20 \text{ см}$.

Із табл. 1, 2 додатка 1 знаходимо:

$$E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ МПа}, E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}, \varphi_{bl} = 1 - 0,1R_b = 1 - 0,1 \cdot 1,45 = 0,855;$$

$$\varphi_{b2} = 2,0; \varphi_{b3} = 0,6.$$

Перевіряємо умову: інтенсивність зусилля в хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{1,01 \cdot 17,5}{20} = 0,88 \text{ кН/см},$$

$$\frac{0,6 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25}{2} = 0,708 \text{ кН/см} < q_{sw} = 0,88 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{bl} \cdot \varphi_{wl} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

де $\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha\mu_w$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 7,0; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{1,01}{25 \cdot 15} = 0,0027;$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5 \cdot 7,0 \cdot 0,0027 = 1,095;$$

$$Q = 220 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,095 \cdot 0,855 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55 = 504 \text{ кН},$$

Умова виконується, тобто перерізу ригеля достатньо.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b.$$

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0.$$

$$Q_{b \min} = 0,6 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55 = 77,9 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55^2}{0,724}} = 140,5 \text{ см},$$

$$Q_{b1} = \frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55^2}{140,5} = 101,7 \text{ кН}.$$

Приймаємо $Q_b = 101,7 \text{ кН}$.

Оскільки $Q_b = 101,7 \text{ кН} < Q = 228,9 \text{ кН}$, необхідно розраховувати хомути.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0.$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55^2}{0,88}} = 127,4 \text{ см}$$

Оскільки $c_0 = 127,4 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 55 = 110 \text{ см}$, приймаємо $c_0 = 110 \text{ см}$.

Тоді перерізуюча сила, яка сприймається хомутами, дорівнює:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0,88 \cdot 110 = 96,8 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 220 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 101,7 + 96,8 = 198,5 \text{ кН}.$$

Умова не виконується. Необхідно зменшити крок хомутів, або збільшити

діаметр арматури.

Зменшуємо крок хомутів. Приймаємо $S = 15$ см.

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{1,01 \cdot 17,5}{15} = 1,18 \text{ кН/см},$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 55^2}{1,18}} = 110 \text{ см}.$$

Приймаємо $c_0 = 110$ см.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 1,18 \cdot 110 = 129,8 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 220 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 101,7 + 129,8 = 231,5 \text{ кН}.$$

Умова виконується, тобто міцність по похилих перерізах забезпечена.

У перерізі з підрізкою ($h_{0I} = 60 - 15 - 4 = 41$ см).

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури з умов зварювання $d_{sw} = 8$ мм, кількість каркасів – 2 шт.,

тоді $A_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 1,01 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа} = 17,5 \text{ кН/см}^2$. Приймаємо крок хомутів в зоні підрізки $S_{wI} = 7,5$ см.

Перевіряємо умову: інтенсивність зусилля в хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{1,01 \cdot 17,5}{7,5} = 2,36 \text{ кН/см},$$

$$\frac{0,6 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25}{2} = 0,708 \text{ кН/см} < q_{sw} = 2,36 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{bI} \cdot \varphi_{wI} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o,$$

де $\varphi_{wI} = 1 + 5\alpha\mu_w$;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 7,0; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{1,01}{25 \cdot 7,5} = 0,0054;$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5 \cdot 7,0 \cdot 0,0054 = 1,189;$$

$$Q = 228,9 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,189 \cdot 0,855 \cdot 1,45 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41 = 407,9 \text{ кН}.$$

Умова виконується, тобто перерізу ригеля достатньо.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b.$$

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

$$Q_{b \min} = 0,6 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41 = 58,1 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41^2}{0,724}} = 104,7 \text{ см},$$

$$Q_{b1} = \frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41^2}{104,7} = 75,8 \text{ кН}.$$

Приймаємо $Q_b = 75,8 \text{ кН}$.

Оскільки $Q_b = 75,8 \text{ кН} < Q = 220 \text{ кН}$, необхідно розраховувати хомути.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0.$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41^2}{2,36}} = 58 \text{ см}$$

Оскільки $h_0 = 41 < c_0 = 58 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 41 = 82 \text{ см}$, приймаємо $c_0 = 58 \text{ см}$.

Тоді перерізуюча сила, яка сприймається хомутами, дорівнює:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 2,36 \cdot 58 = 136,88 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw},$$

$$Q = 220 \text{ кН} = Q_b + Q_{sw} = 75,8 + 136,88 = 212,68 \text{ кН}.$$

Умова не виконується.

Збільшуємо переріз арматури і приймаємо $d_{sw} = 10$ мм, тоді $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$.

$$q_{sw} = \frac{1,57 \cdot 17,5}{7,5} = 3,66 \text{ кН/см},$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{2,0 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 41^2}{3,66}} = 46,5 \text{ см}$$

$41 \text{ см} < 46,5 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 41 = 82 \text{ см}$, приймаємо $c_0 = 46,5 \text{ см}$.

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 3,66 \cdot 46,5 = 170,19 \text{ кН}.$$

$$Q = 220 \text{ кН} = Q_b + Q_{sw} = 75,8 + 170,19 = 245,99 \text{ кН}.$$

Міцність похилих перерізів у підрізці забезпечена.

2.5.5. Конструювання ригеля

Армування ригеля цивільної будівлі виконують двома типами плоских каркасів. Перший тип каркасу включає поздовжні робочі стержні, які сприймають прольотний момент. Другий тип каркасу включає поздовжній робочий стержень, що сприймає опорний момент. Довжину цього каркасу призначають з умови $1/5$ довжини ригеля.

Ригель промислової будівлі армується одним типом каркасу, в який вводиться приопорний робочий стержень довжиною $1/5$ довжини ригеля.

Плоскі каркаси об'єднуються у просторові стержнями $\varnothing 6$ A240C з кроком 50 см за довжиною.

Полиці ригелів цивільних і промислових будівель армують конструктивно стержнями $\varnothing 6$ A240C з кроком 20 см , які об'єднуються у вигляді сіток із поздовжніми стержнями $\varnothing 6 \div 8$ A240C.

Приклад конструювання ригелів цивільних і промислових будівель наведено в додатках 4, 5.

2.6. Розрахунок збірної залізобетонної колони 1-го поверху

2.6.1. Дані для проектування

Верх фундаменту заглиблений на $0,15 \text{ м}$, розрахункова довжина колони $l_0 = H_{нов.} + 0,15 = 4,5 + 0,15 = 4,65 \text{ м}$. Бетон класу B25, $\gamma_{b2} = 0,9$, робоча

поздовжня арматура класу А400С, конструктивна – А240С та Вр-I.

Повне навантаження на колону $N = 1585.04$ кН, в тому числі короткочасне $N_{sh} = 210.82$ кН, тривале $N_l = 1303.17$ кН.

2.6.2. Розрахунок колони

Розрахунок виконують з урахуванням прогину колони на дію стискаючої сили, прикладеної з випадковим ексцентриситетом e_0 згідно з формулою

$$N \leq \eta \cdot \varphi (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s)$$

методом послідовних наближень.

Перше наближення: приймаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 1.0$, коефіцієнт армування $\mu = 0.01$, $\eta = 1$ (попередньо призначені розміри перерізу колони (цивільна будівля) $h_k = b_k = 30$ см > 20 см.

Уточнюємо площу перерізу колони A

$$A = \frac{N}{R_b \cdot \gamma_{b2} + R_{sc} \cdot \mu} = \frac{1585.04}{1.45 \cdot 0.9 + 37.5 \cdot 0.01} = 943.5 \text{ см}^2.$$

Необхідний розмір перерізу

$$h_k = b_k = \sqrt{A} = 30.7 \text{ см.}$$

Приймаємо $h_k = b_k = 30$ см (кратно 50 мм).

$$\text{Визначаємо } \frac{N_l}{N} = \frac{1303.17}{1585.04} = 0.822; \quad \lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{465}{30} = 15.5.$$

Згідно з табл. 4 додатка 1 (інтерполюючи) знаходимо $\varphi_b = 0.795$; $\varphi_r = 0.854$.

Друге наближення: приймаємо $\varphi = \varphi_r = 0.854$ і знаходимо

$$R_{sc} \cdot A'_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi} - R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A = \frac{1585.04}{1 \cdot 0.854} - 1.45 \cdot 0.9 \cdot 30^2 = 681.52 \text{ кН.}$$

$$\text{Коефіцієнт } \alpha = \frac{R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A} = \frac{681.52}{1.45 \cdot 0.9 \cdot 30^2} = 0.58 > 0.5.$$

Якщо $\alpha > 0.5$, можна приймати $\varphi = \varphi_r$. Ітерації закінчені.

Якщо $\alpha < 0.5$, необхідно уточнити φ ($\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) \cdot \alpha$)

$$A'_s = \frac{681,52}{37,5} = 18,17 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø25 A400C ($A'_s = 19,63 \text{ см}^2$).

Мінімальний діаметр робочої арматури має бути не меншим 16 мм.

Перевіряємо $\mu = A'_s/A = 19,63/900 = 0,022 < 0,03$ (3%).

Перевіряємо міцність колони:

$$N \leq N_u$$

$$\begin{aligned} N_u &= \eta \cdot \varphi (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + R_{sc} A'_s) = \\ &= 1 \cdot 0,854 (1,45 \cdot 0,9 \cdot 900 + 37,5 \cdot 19,63) = 1631,7 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$N = 1585,04 \text{ кН} < N_u = 1631,7 \text{ кН}.$$

Умова міцності виконується.

Поперечну арматуру каркасів приймаємо з умови зварювання Ø8 A240C з кроком $S \leq 20d_s = 20 \cdot 2,2 = 44 \text{ см}$, але не більше ширини колони. Приймаємо $S = 30 \text{ см}$.

2.6.3. Конструювання колон

У зоні стику колон встановлюють сітки непрямого армування. Крок сіток не менше 60 мм, але не більше $h_k/3$ і 150 мм. Крок стержнів сіток не менше 45 мм, але не більше $h_k/4$ і 100 мм. Мінімальна кількість сіток – 4 шт. Сітки встановлюємо за довжиною колони від торця не менше $10d$ (d – діаметр робочої поздовжньої арматури).

Приклади конструювання колон промислових і цивільних будов наведені в додатках 6, 7.

2.7. Розрахунок монолітного залізобетонного фундаменту під колонну

2.7.1. Дані для проектування

Приймаємо бетон класу B15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа} = 0,85 \text{ кН/см}^2$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа} = 0,075 \text{ кН/см}^2$), $\gamma_{b2} = 1,0$. Робоча арматура класу A400C, конструктивна – A240C. Розрахунковий опір ґрунту $R_{ser} = 200 \text{ кН/м}^2 = 0,02$

кН/см², середня щільність ґрунту з урахуванням ваги фундаменту $\rho_m = 20$ кН/м³. Призначаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,05$ м (з вимоги промерзання для м. Харкова – 0,8-1,0 м, кратно 15 см).

2.7.2. Розрахунок підшви фундаменту

Розрахункове навантаження на фундамент $N = 1585,04$ кН, нормативне

$$N_{n.ser} = \frac{N}{\gamma_{fm}} = \frac{1585,04}{1,2} = 1320,87 \text{ кН.}$$

Необхідна площа підшви фундаменту

$$A = \frac{N_{n.ser}}{R_{ser} - \rho_m \cdot d} = \frac{1320,87}{200 - 20 \cdot 1,05} = 7,38 \text{ м}^2.$$

Розмір сторони підшви $a = b = \sqrt{A} = 2,68$ м.

Приймаємо $a = b = 2,7$ м (кратно 30 см).

Фактична площа підшви $A = 2,7^2 = 7,29 \text{ м}^2$.

Тиск на фундамент під підшвою фундаменту

$$p = \frac{N}{A} = \frac{1585,04}{7,29} = 217,42 \text{ кН/м}^2 = 0,02 \text{ кН/см}^2.$$

2.7.3. Визначення висоти фундаменту

Висоту фундаменту визначаємо з трьох умов:

а) з умови продавлювання по піраміді, бічні сторони якої починаються біля колони і нахилені під кутом 45° (рис. 12).

$$h_0 = -0,25(h_k + b_k) + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}} = -0,25(30 + 30) + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1585,04}{0,075 + 0,02}} = 49,58 \text{ см.}$$

$$h = h_0 + a = 49,58 + 7 = 56,58 \text{ см.}$$

Із конструктивних вимог $h > h_{cm} + 20$ см.

б) висота стакана $h_{cm} > 1,5 h_c + 5 = 1,5 \cdot 30 + 5 = 50$ см,

$$h = 50 + 20 = 70 \text{ см.}$$

в) висота стакана з умови анкерування поздовжньої арматури колони

$$h_{cm} \geq 30d + 5 = 30 \cdot 2,5 + 5 = 80 \text{ см,}$$

$$h = 80 + 20 = 100 \text{ см.}$$

Із вимог a , b , c приймаємо найбільшу висоту $h = 105$ см (кратно 15 см, тобто 75, 90, 105 см і т.д.).

$a = 2,7 \text{ м} > 2,4 \text{ м}$, тому фундамент проектують дво- або триступінчатим; якщо $a \leq 2,4 \text{ м}$ фундамент проектують одно- або двоступінчатим (рис. 12).

2.7.4. Перевірка міцності нижнього уступу на продавлювання

$$P \leq \varphi_b \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0, \quad \text{або} \quad N - p(a_1 + 2h_{01})^2 \leq \varphi_b \cdot R_{bt} \cdot 4(a_1 + h_{01}) \cdot h_{01};$$

$$1585,04 - 0,02(210 + 2 \cdot 23)^2 = 274,32 \text{ кН} < 1,0 \cdot 0,075 \cdot 4(210 + 23) \cdot 23 = 1607,7 \text{ кН.}$$

Міцність на продавлювання забезпечена.

2.7.5. Розрахунок арматури фундаменту

Площу перерізу арматури підосви квадратного фундаменту визначають за умови розрахунку фундаменту на згинання в перерізах 1-1, 2-2, 3-3 за формулами

$$M_{1-1} = 0,125 p (a - a_1)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 0,02(270 - 210)^2 \cdot 270 = 2430 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{2-2} = 0,125 p (a - a_2)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 0,02(270 - 120)^2 \cdot 270 = 15187,5 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{3-3} = 0,125 p (a - h_c)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 0,02(270 - 30)^2 \cdot 270 = 38880 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{2430}{0,9 \cdot 23 \cdot 37,5} = 3,13 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{15187,5}{0,9 \cdot 53 \cdot 37,5} = 8,49 \text{ см}^2;$$

$$A_{s3} = \frac{M_{3-3}}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{38880}{0,9 \cdot 98 \cdot 37,5} = 11,75 \text{ см}^2.$$

Приймаємо для армування по підосві зварну сітку з робочими поздовжніми стержнями в обох напрямках. Крок стержнів 15 см, кількість стержнів в одному напрямку – 18 шт.

За максимальною площею арматури (A_{s1}) визначаємо необхідний переріз одного стержня $A_{s1}/18=0,65 \text{ см}^2$. Приймаємо $\varnothing 10 \text{ A400C}$ ($A_s=0,785 \cdot 18=14,13 \text{ см}^2$).

Перевірка:

$$\mu_1 = 100 \frac{A_s}{a \cdot h_{01}} = 100 \frac{14,13}{270 \cdot 23} = 0,23\% < 2,5\% \text{ та } > 0,05\%;$$

$$\mu_2 = 100 \frac{A_s}{a \cdot h_{02}} = 100 \frac{14,13}{270 \cdot 53} = 0,09\% < 2,5\% \text{ та } > 0,05\%;$$

$$\mu_3 = 100 \frac{A_s}{a \cdot h_0} = 100 \frac{14,13}{270 \cdot 98} = 0,053\% < 2,5\% \text{ та } > 0,05\%.$$

2.7.6. Конструювання фундаменту

За умови роботи фундаменту на згин нижній його уступ армують сіткою. Стакан армують сітками конструктивно. Крок сіток – не більше 200 мм, першу сітку розташовують на 50 мм нижче верхньої межі фундаменту, діаметр арматури сіток – 6÷8 мм. Сітки стакана утримують у проектному положенні стержнями діаметром 8÷10 мм.

Приклад конструювання фундаменту наведено в додатку 8.

2.8. Розрахунок збірного залізобетонного стрічкового фундаменту під зовнішню стіну

2.8.1. Дані для проектування

Приймаємо бетон класу В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа} = 0,85 \text{ кН/см}^2$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа} = 0,075 \text{ кН/см}^2$), $\gamma_{b2} = 1,0$. Робоча арматура класу А400С, конструктивна – А240С. Розрахунковий опір ґрунту $R_{ser} = 200 \text{ кН/см}^2 = 0,02 \text{ кН/см}^2$, середня щільність ґрунту з урахуванням ваги фундаменту $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$. Призначаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,05 \text{ м}$ (з вимоги промерзання для м. Харкова – 0,8–1,0 м, будівля без подвалу).

2.8.2. Розрахунок ширини стрічкового фундаменту

Навантаження на фундамент у рівні 1-го поверху складається з навантажень від покриття, перекрить і власної ваги цегляної стіни. Навантаження визначають з урахуванням вантажної площі

$$A_{sup} = 0,5 \cdot l_1 \cdot l_2 = 0,5 \cdot 6,1 \cdot 6,4 = 19,52 \text{ м}^2.$$

Розрахункові навантаження:

– від покриття (N_1)

$$N_1 = (g_1 + v_1)A_{sup} = 5,521 \cdot 19,52 = 107,77 \text{ кН};$$

– від трьох міжповерхових перекриттів (N_2)

$$N_2 = (n_{нов} - 1)(g_2 + v_2)A_{sup} = 3 \cdot 11,31 \cdot 19,52 = 662,31 \text{ кН};$$

– від власної ваги зовнішньої цегляної стіни (N_3)

$$N_3 = A_{cm} \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_f$$

де A_{cm} – площа стіни з урахуванням вантажної ширини $b_{sup} = l_2$ та розмірів вікон.

Приймаємо в кожному поздовжньому прольоті одне вікно з розмірами $b_{вік} = 3 \text{ м}$; $h_{вік} = 2,2 \text{ м}$, відстань від низу вікна до рівня підлоги – $0,8\text{--}0,75 \text{ м}$.

$$A_{cm} = 19,1 \cdot 6,4 - 2,2 \cdot 3,0 \cdot 4 = 95,84 \text{ м}^2;$$

$$N_3 = 95,84 \cdot 0,64 \cdot 18 \cdot 1,1 = 1214,5 \text{ кН}.$$

Повне розрахункове навантаження на фундамент

$$N = N_1 + N_2 + N_3 = 107,77 + 662,31 + 1214,5 = 1984,6 \text{ кН}.$$

На 1 м погонної довжини стіни

$$N_\phi = \frac{1984,6}{6,4} = 310,1 \text{ кН/м}.$$

Нормативне навантаження (погонне)

$$N_{\phi.ser} = \frac{N_\phi}{\gamma_{f_m}} = \frac{310,1}{1,15} = 269,65 \text{ кН/м}.$$

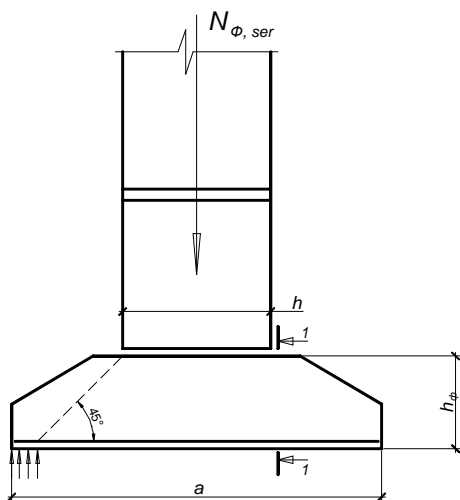


Рис. 13 – Розрахункова схема стрічкового фундаменту

Необхідна ширина підшови фунда-менту

(рис. 13)

$$a = \frac{N_{\phi.ser}}{R_{ser} - \rho_b \cdot d} = \frac{269.65}{200 - 20 \cdot 1} = 1,49 \text{ м}.$$

Приймаємо ширину фундаменту $a = 1,6 \text{ м}$.

Тиск на ґрунт під підшовою фундаменту складає:

$$p = \frac{N_\phi}{a \cdot 1} = \frac{310,1}{1,6} = 193,8 \text{ кН/м}^2 = 0,0194 \text{ кН/см}^2.$$

2.8.3. Визначення висоти фундаменту

За умови продавлювання по поверхні піраміди з нахилом граней під кутом 45^0 (рис. 13)

$$h_0 = \frac{N_\phi - p \cdot h}{2(p + R_{bt})} = \frac{310,1 \cdot 0,01 - 0,0194 \cdot 64}{2(0,0194 + 0,075)} = 9,85 \text{ см.}$$

Конструктивно приймаємо $h_0 = 27$ см, тоді $h_\phi = 27 + 3 = 30$ см.

2.8.4. Розрахунок арматури фундаменту

Стрічковий фундамент працює на згин у площині поперечного перерізу (рис. 13). Згинальний момент M_I у розрахунковому перерізі 1-1 на 1 погонний метр довжини дорівнює

$$M_I = 0,125(a - h)^2 \cdot p \cdot 100 = 0,125(160 - 64)^2 \cdot 0,0194 \cdot 100 = 2234,88 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Для армування кожного погонного метра фундаменту потрібна площа арматури

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{2234,88}{0,9 \cdot 27 \cdot 37,5} = 2,45 \text{ см}^2.$$

Приймаємо для армування зварну сітку з робочими стержнями у поперечному напрямку. Крок стержнів 20 см, кількість стержнів на один погонний метр фундаменту – 5 шт. Тоді площа одного стержня $A_{s1}/5 = 2,45/5 = 0,49 \text{ см}^2$. За сортаментом приймаємо мінімальний діаметр арматури для фундаменту, це становить $\varnothing 10$ А400С ($A_s = 0,785 \text{ см}^2$).

Перевірка:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{h_0} = \frac{0,785 \cdot 5}{27} = 0,145 \% ; 0,05\% < 0,145 < 2,5\% . \quad \text{Умова виконується.}$$

2.8.5. Конструювання фундаменту

Приймаємо довжину блока фундаменту 2,4 м при його ширині 1,6 м. Із умови роботи фундаменту на згин, армуємо його сіткою, розташованою у нижній його частині. Робоча арматура сіток – поперечна, розташована з кроком 20 см, конструктивна – поздовжня із сталі класу А240С з кроком 20 см. Захисний шар бетону приймаємо 3 см (з підготовкою) або 7 см (без підготовки).

Приклад конструювання наведено в додатку 9.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1985.
2. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1977. – 328 с.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс – М.: Стройиздат. 1991. – 767 с.
4. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1995. – 347 с.
5. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Выс. шк., 1987. – 383 с.
6. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 77 с.
7. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К : Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
8. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
9. Шаповалов О.М. Залізобетонні конструкції. – Х.: ХНАМГ, 2005. – 147 с.

Таблиця 1 – Розрахункові опори важкого бетону і його початковий модуль пружності, МПа

Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при розрахунку за I групою граничних станів, МПа		Початковий модуль пружності при стиску $E_b \cdot 10^3$, МПа	Примітка
	Стиск R_b	Розтяг R_{bt}		
B10	6,0	0,57	18,0	Значення модуля пружності подане для важкого бетону
B12,5	7,5	0,66	21,0	
B15	8,5	0,75	23,0	
B20	11,5	0,90	27,0	
B25	14,5	1,05	30,0	
B30	17,0	1,20	32,5	
B35	19,5	1,30	34,5	
B40	22,0	1,40	36,0	

Таблиця 2 – Розрахункові опори і модуль пружності арматури, МПа

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури при розрахунку за I групою граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$, МПа
	при розтягненні		при стиску R_{sc}	
	в поздовжньому напрямку R_s	в поперечному напрямку при розрахунку похилих перерізів, R_{sw}		
1	2	3	4	5
A240C	225	175	225	21
A400C, Ø6...8 Ø10...40	365	290	365	20
	375	290	375	20
A400C терм. Зміцнена	365	290	365	20
A500C, Ø8...22 Ø25...32	450	290	450	19
	435	290	435	19
A600	520	415	450	19
Bp I, Ø3 Ø4 Ø5	375	270	375	17
	370	265	370	17
	360	260	360	17
B II, Ø3 Ø4 Ø5 Ø6 Ø7 Ø8	1240	990	390	20
	1180	940	390	20
	100	890	390	20
	1050	835	390	20
	980	785	390	20
	915	730	390	20

1	2	3	4	5
Вр II, Ø3	1200	970	-	20
	1140	910	-	20
	1050	830	-	20
	980	785	-	20
	915	735	-	20
	850	675	-	20
К-7, Ø6	1200	970	-	18
	1140	910	-	18
	1100	890	-	18
	1080	865	-	18
К-19, Ø14	1180	940	-	18

Таблиця 3 – Геометричні характеристики перерізу стиснутої зони
(табличні коефіцієнти)

$\xi =$ x/h_0	$\zeta = 1 -$ 0.5ξ	α_m	$\xi =$ x/h_0	$\zeta = 1 -$ 0.5ξ	α_m	$\xi =$ x/h_0	$\zeta = 1 -$ 0.5ξ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,24	0,88	0,211	0,47	0,765	0,36
0,02	0,99	0,02	0,25	0,875	0,219	0,48	0,76	0,365
0,03	0,985	0,03	0,26	0,87	0,226	0,49	0,755	0,37
0,04	0,98	0,039	0,27	0,865	0,234	0,50	0,75	0,375
0,05	0,975	0,049	0,28	0,86	0,241	0,51	0,745	0,38
0,06	0,97	0,058	0,29	0,855	0,248	0,52	0,74	0,385
0,07	0,965	0,068	0,30	0,85	0,255	0,53	0,735	0,39
0,08	0,960	0,077	0,31	0,845	0,262	0,54	0,73	0,394
0,09	0,955	0,086	0,32	0,84	0,269	0,55	0,725	0,399
0,10	0,95	0,095	0,33	0,835	0,276	0,56	0,72	0,403
0,11	0,945	0,104	0,34	0,83	0,282	0,57	0,715	0,407
0,12	0,94	0,113	0,35	0,825	0,289	0,58	0,71	0,412
0,13	0,935	0,122	0,36	0,82	0,295	0,59	0,705	0,416
0,14	0,93	0,13	0,37	0,815	0,302	0,6	0,70	0,42
0,15	0,925	0,139	0,38	0,81	0,308	0,61	0,695	0,424
0,16	0,92	0,147	0,39	0,805	0,314	0,62	0,69	0,428
0,17	0,915	0,156	0,40	0,80	0,32	0,63	0,685	0,432
0,18	0,91	0,164	0,41	0,795	0,326	0,64	0,68	0,435
0,19	0,905	0,172	0,42	0,79	0,332	0,65	0,675	0,439
0,20	0,90	0,18	0,43	0,785	0,335	0,66	0,67	0,442
0,21	0,895	0,188	0,44	0,78	0,343	0,67	0,665	0,446
0,22	0,89	0,196	0,45	0,775	0,349	0,68	0,66	0,449
0,23	0,885	0,204	0,46	0,77	0,354	0,69	0,655	0,452

Таблиця 4 – Коефіцієнти φ_b і φ_r

φ_b								
$\frac{N_l}{N}$	При l_o/h_c							
	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.86	0.83	0.80
0.5	0.92	0.91	0.9	0.89	0.85	0.80	0.73	0.65
1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.81	0.74	0.63	0.55

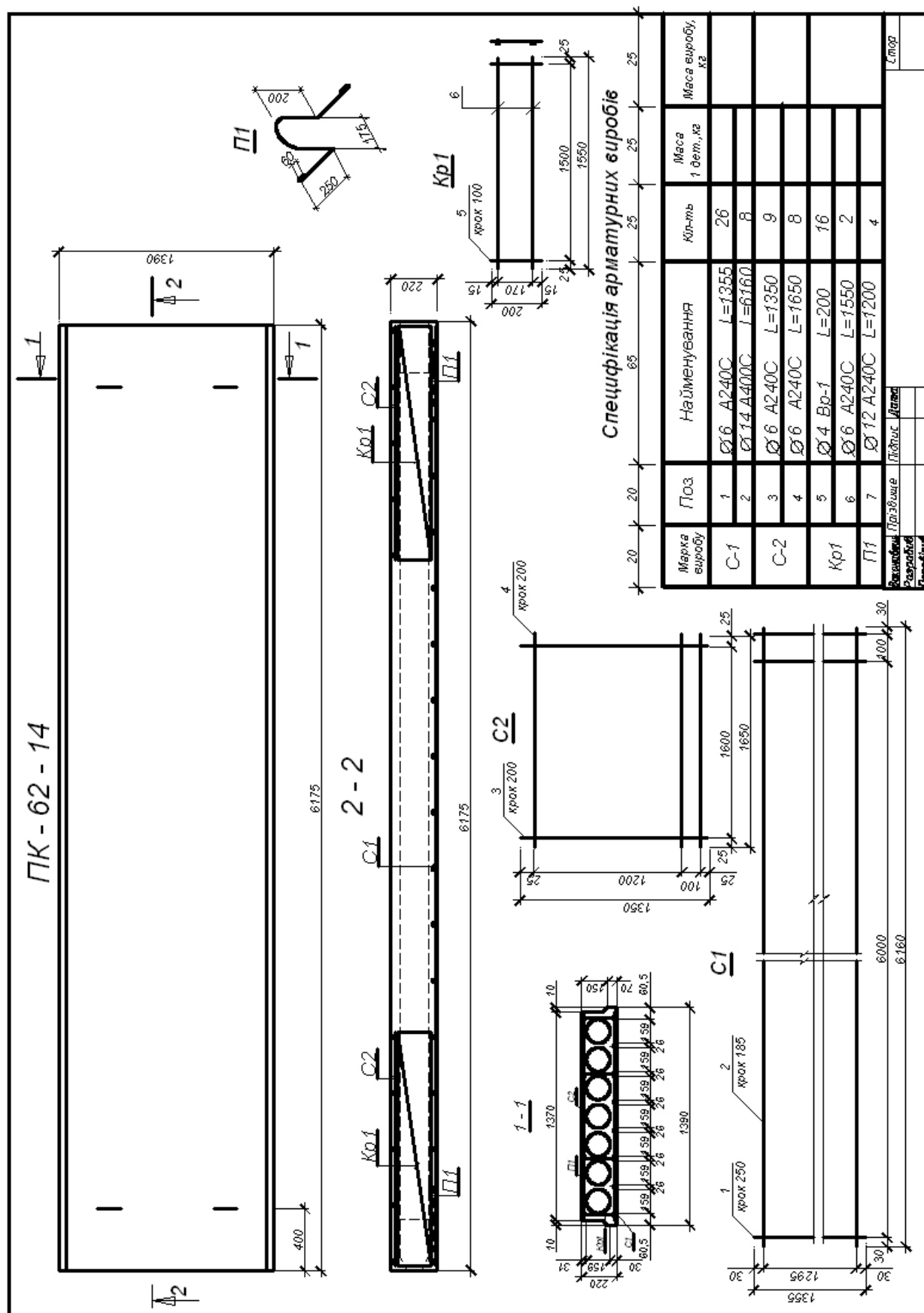
φ_r								
$\frac{N_l}{N}$	При l_o/h_c							
	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.87	0.84	0.81
0.5	0.92	0.92	0.91	0.90	0.87	0.84	0.80	0.75
1	0.92	0.91	0.90	0.88	0.86	0.82	0.77	0.70

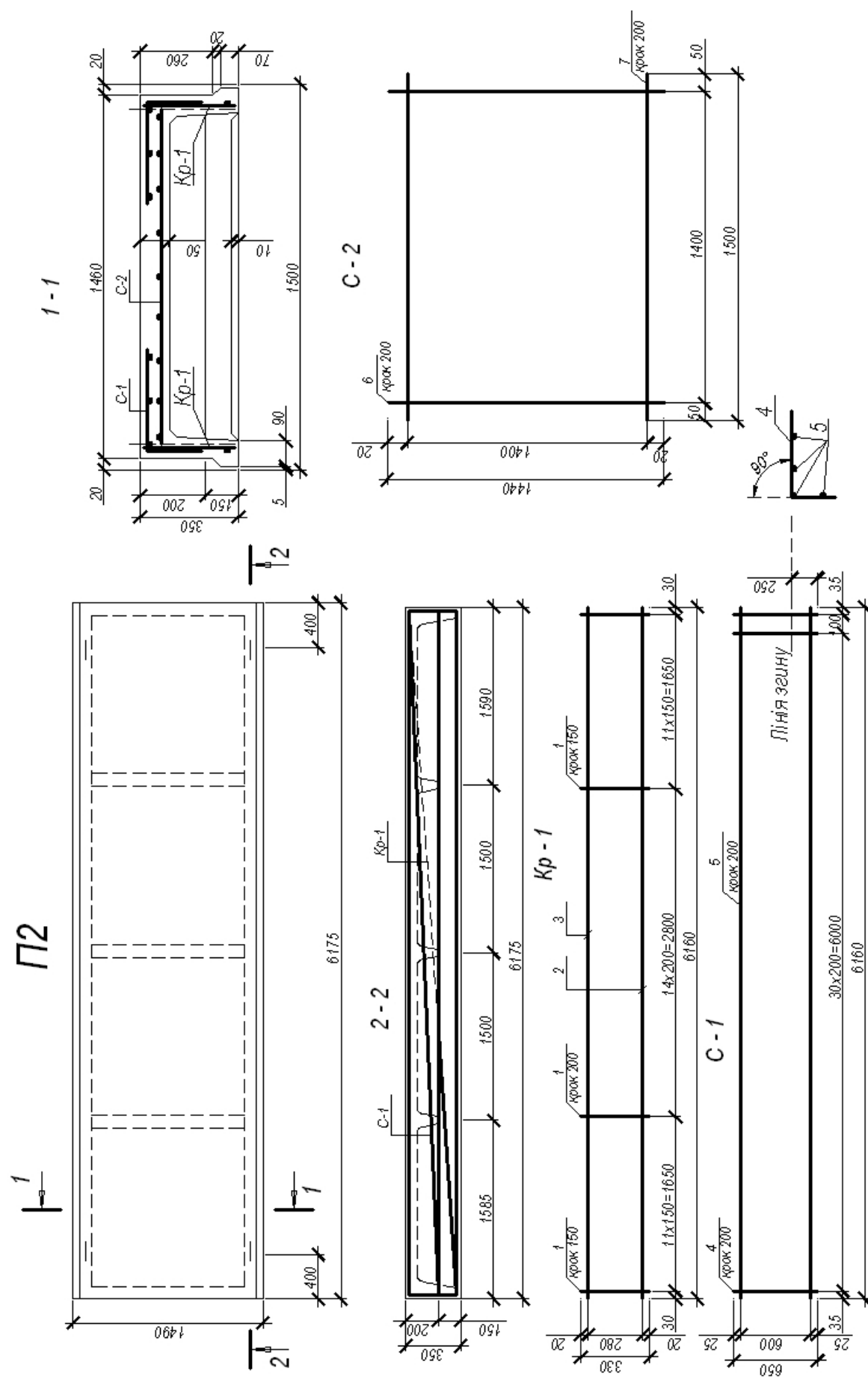
Таблиця 5 – Коефіцієнти ξ_R і α_R

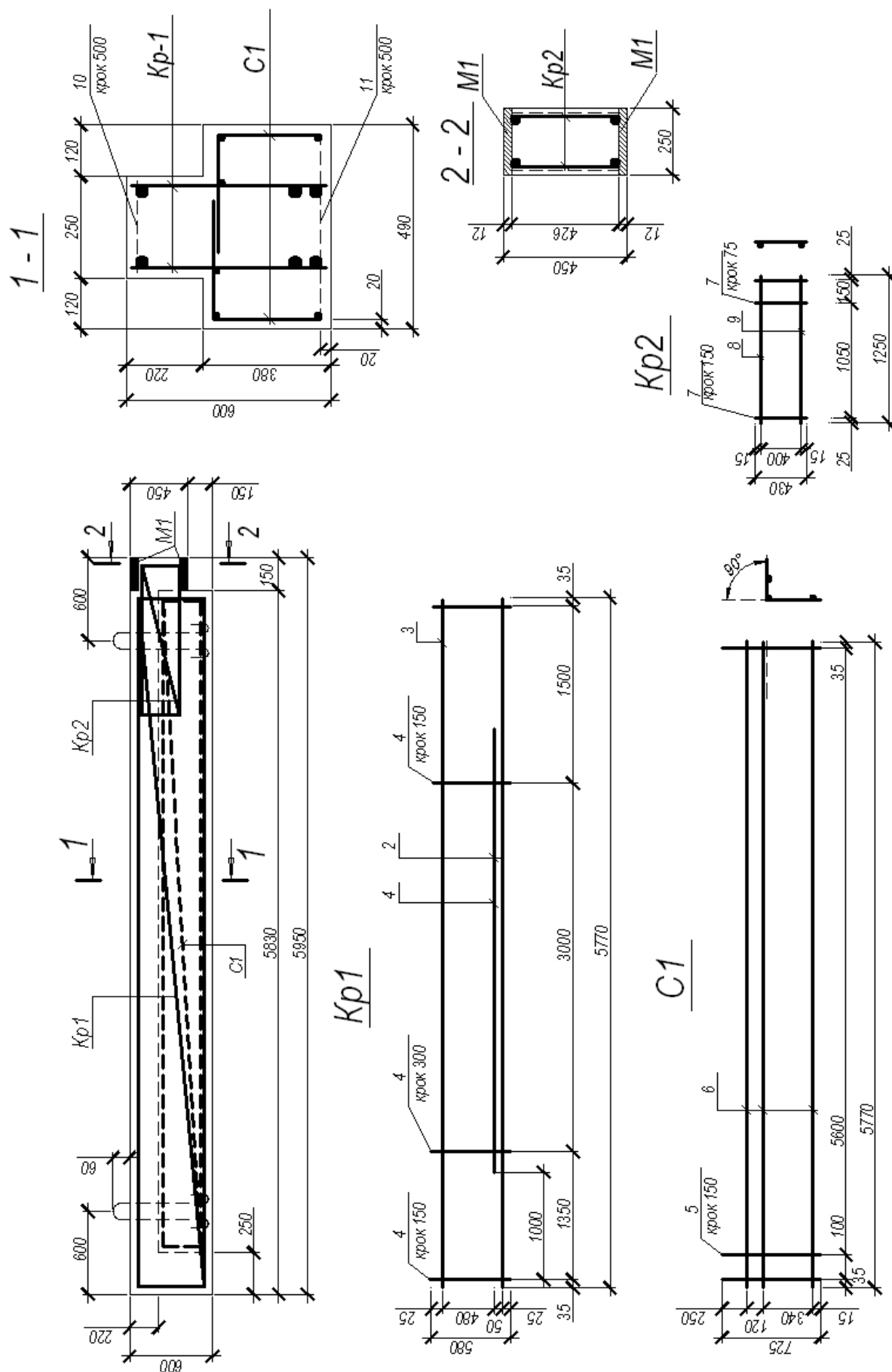
Клас армату ри	γ_2	B15 ($R_b = 8,5$ МПа)		B20 ($R_b = 11,5$ МПа)		B25 ($R_b = 14,5$ МПа)		B30 ($R_b = 17,0$ МПа)	
		ξ_R	α_R	ξ_R	α_R	ξ_R	α_R	ξ_R	α_R
A400C	1.0	0.615	0.426	0.587	0.415	0.559	0.403	0.537	0.393
$R_s = 375$	0.9	0.642	0.436	0.614	0.426	0.587	0.415	0.565	0.405

Таблиця 6 - Сортамент арматури

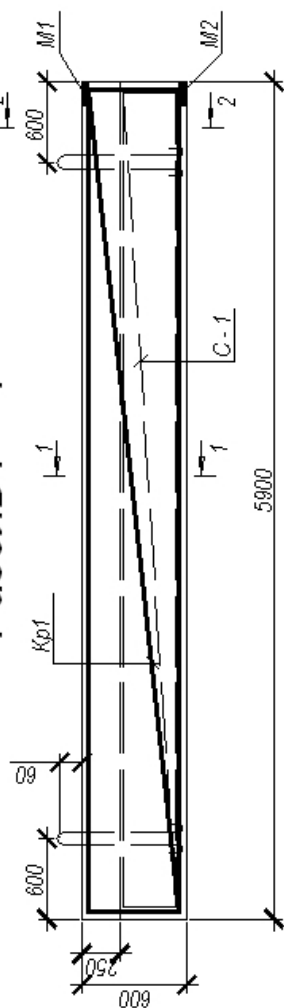
Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , при кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B-1, Bp-1	B-II, Bp-II,
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+	+
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099			+	+
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154			+	+
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	0,187	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+	+
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302				+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+		
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+		
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+		
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+		
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+		
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+		
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+		
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+		
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+		



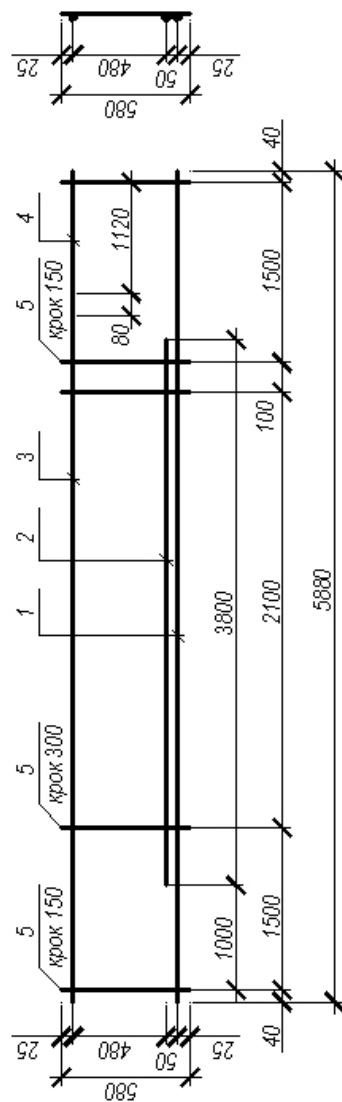




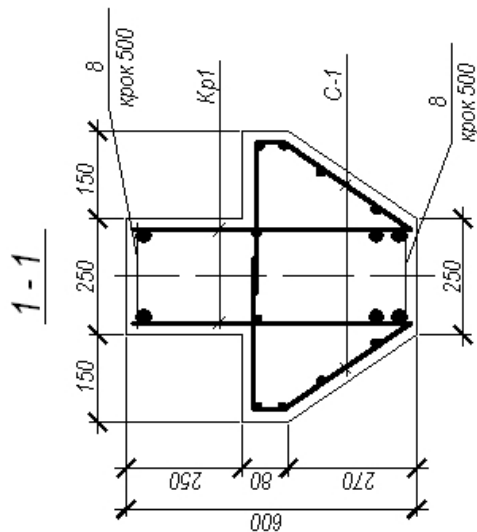
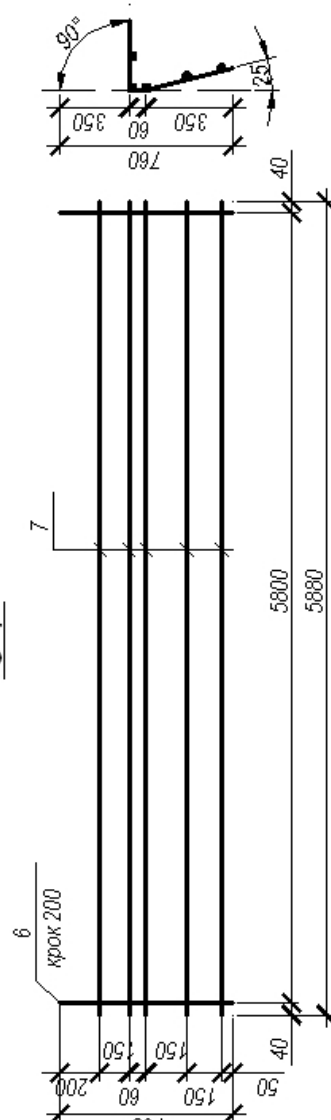
Ригель Р - 1



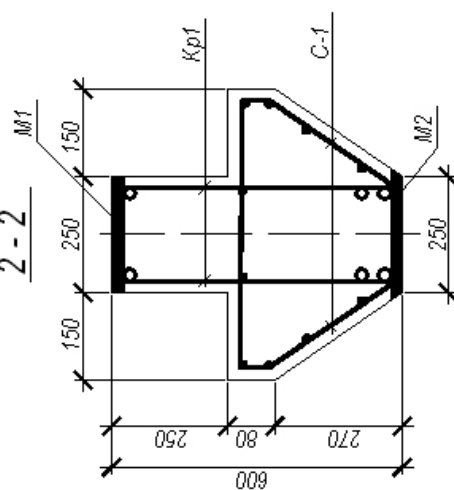
Кр1

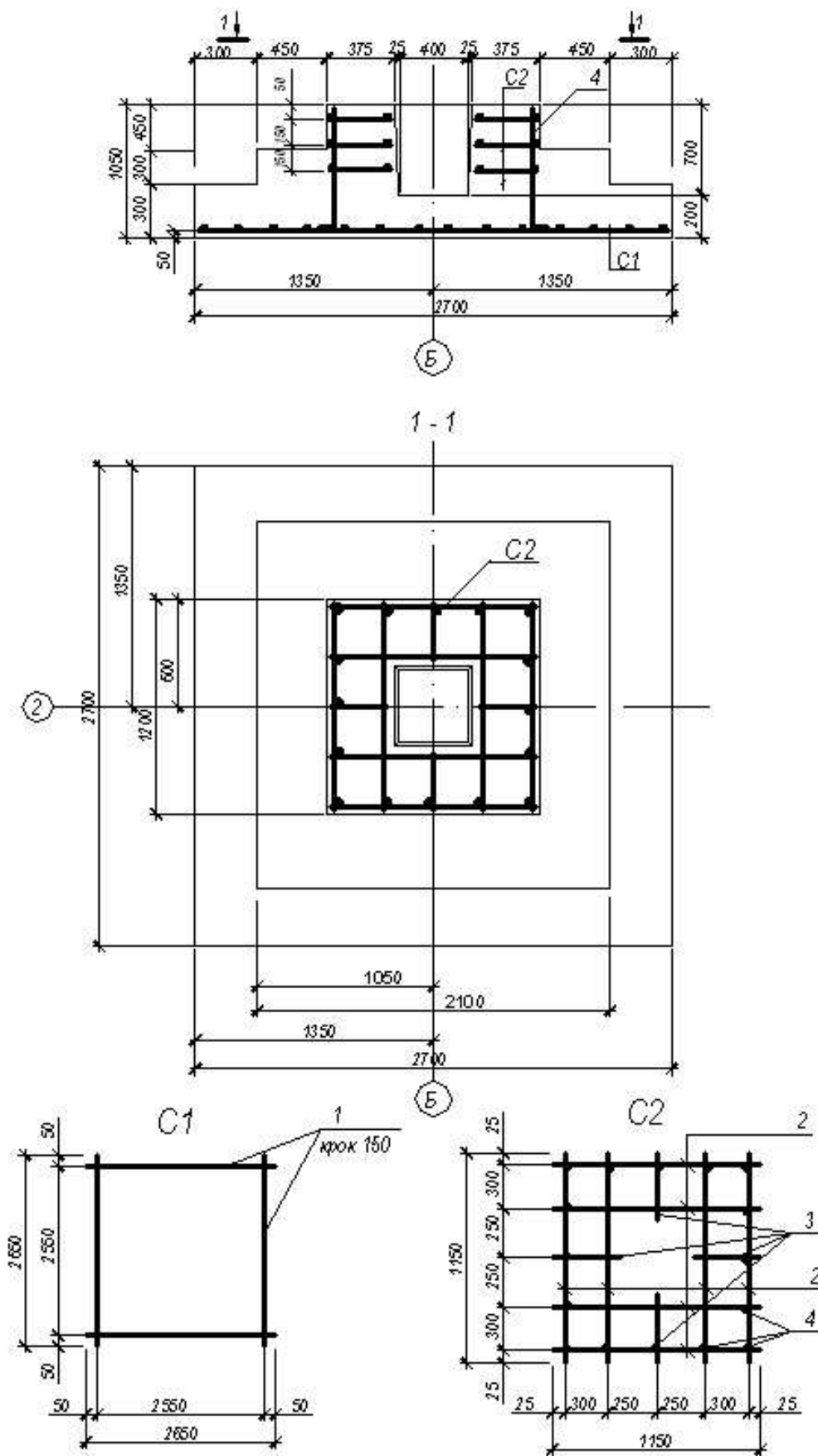


С-1

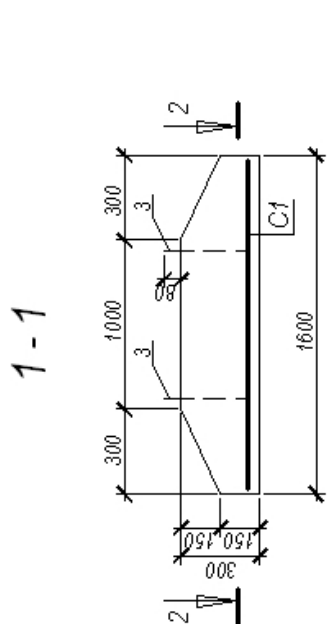
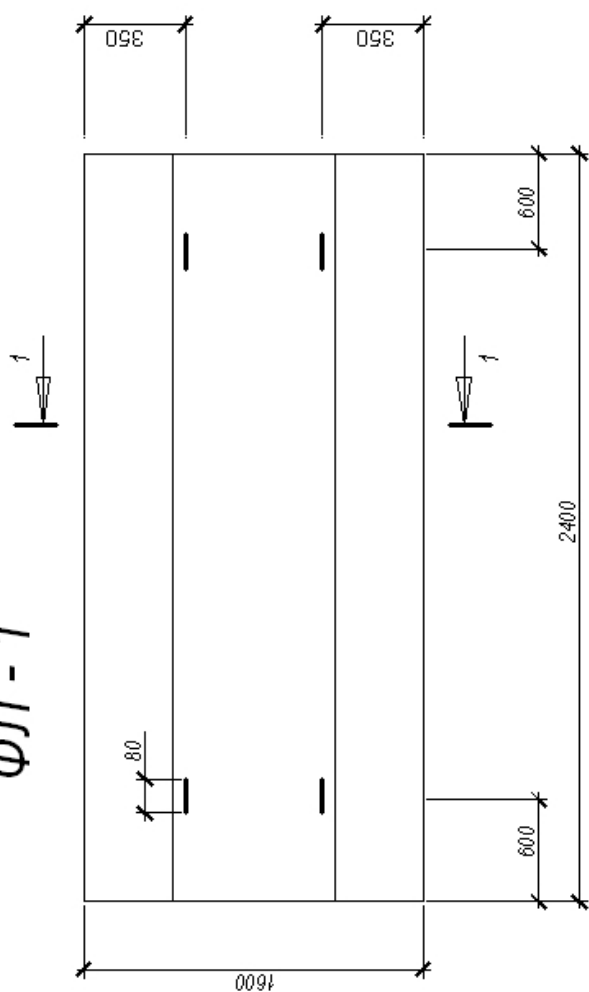


2-2

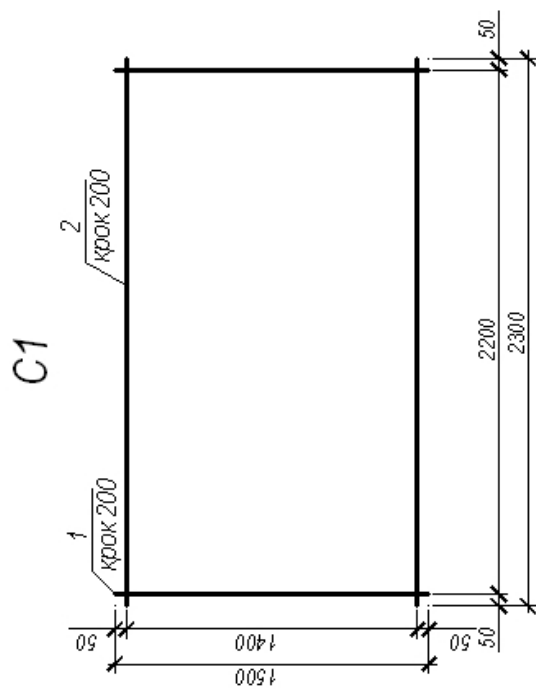
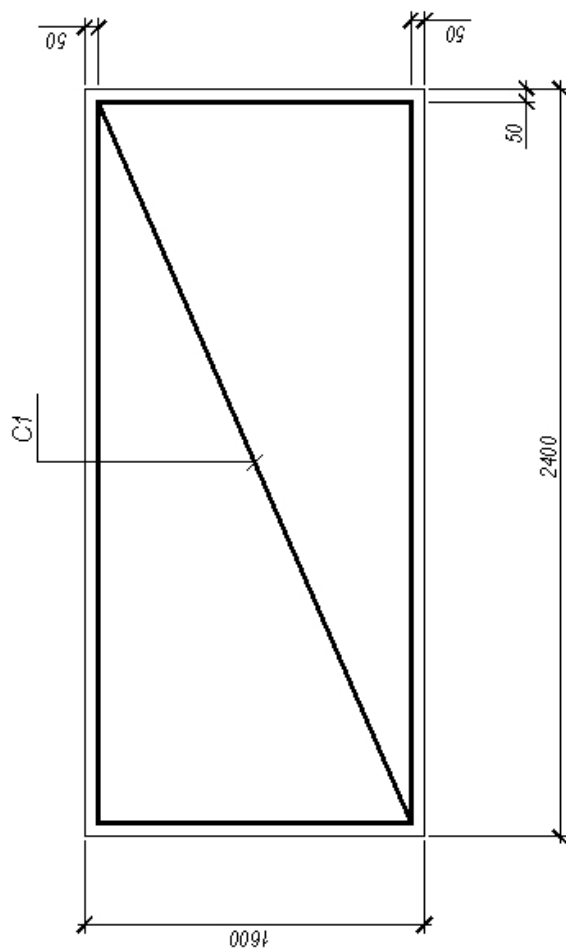




ФЛ - 1



2 - 2



Завдання до роботи

№	Проліт L_1	Крок колон L_2	Кіл-ть повер- хів	Висота поверху	Корисне навантаже- ння $\kappa H/m^2$	Тип плити	Розр. тиск грунта R_{ser}	Район будівництва
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7,0	5,8	6	3,2	4,5	круглопус- тотна	250	Львів
2	6,3	6,0	7	3,4	5,0	ребриста	260	Київ
3	7,1	6,2	5	4,1	6,3	круглопус- тотна	240	Полтава
4	5,5	7,5	6	4,0	5,5	ребриста	230	Ялта
5	5,9	6,5	7	3,5	4,5	круглопус- тотна	200	Суми
6	5,8	7,0	5	3,4	4,0	ребриста	200	Вінниця
7	6,1	5,9	8	3,8	3,5	круглопус- тотна	250	Трускавець
8	6,0	7,2	7	3,0	4,0	ребриста	230	Донецьк
9	6,4	6,5	4	3,1	3,0	круглопус- тотна	190	Умань
10	6,3	6,0	6	3,6	3,5	ребриста	210	Житомир
11	6,6	6,6	7	3,2	3,5	круглопус- тотна	200	Миколаїв
12	6,0	6,4	6	3,4	6,0	ребриста	220	Херсон
13	7,6	5,9	6	3,2	6,5	круглопус- тотна	230	Рівно
14	6,3	6,2	7	3,9	7,0	ребриста	260	Одеса
15	6,5	5,8	4	3,1	6,0	круглопус- тотна	230	Чернігів
16	6,1	7,2	5	3,2	8,0	ребриста	300	Запоріжжя
17	5,9	7,1	6	3,1	4,0	круглопус- тотна	240	Луганськ
18	7,2	6,3	6	3,4	4,5	ребриста	190	Донець
19	7,5	6,0	5	3,6	7,0	круглопус- тотна	270	Черкаси
20	6,2	6,4	6	4,0	6,5	ребриста	270	Кіровоград
21	6,4	6,2	7	3,7	7,5	круглопус- тотна	300	Ужгород
22	6,5	7,0	6	3,4	6,0	ребриста	280	Чернівці
23	5,7	7,1	5	3,6	5,5	круглопус- тотна	250	Львів
24	6,6	6,9	6	3,2	6,0	ребриста	260	Київ
25	5,8	7,0	8	3,5	4,0	круглопус- тотна	230	Полтава
26	7,1	5,8	7	3,4	8,0	ребриста	240	Ялта
27	7,2	5,9	6	3,6	4,0	круглопус- тотна	300	Суми
28	7,3	6,0	5	4,0	4,5	ребриста	240	Запоріжжя
29	7,4	6,1	7	3,7	7,0	круглопус	190	Трускавець
30	7,5	6,8	5	3,4	6,5	ребриста	270	Донецьк

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

Методичні вказівки
до виконання курсового проекту,
розрахунково-графічної роботи, практичних занять
та самостійної роботи
з курсів

“Будівельні конструкції” та “Будівельні конструкції (залізобетонні конструкції)”

(для студентів 3 курсу денної, 3-4 курсів заочної форм навчання за напрямком
підготовки 6.060101 “Будівництво”, та слухачів другої вищої освіти
спеціальності “Міське будівництво та господарство”)

Укладачі: **ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна**
ПУСТОВОЙТОВА Оксана Михайлівна

Відповідальний за випуск: *О. М. Шаповалов*

Редактор: *О. Ю. Кригіна*
Комп’ютерне верстання: *І. В. Волосожарова*

План 2010, поз. 4М

Підп. до друку 01.12.2010	Формат 60×84 /16
Друк на ризографі.	Ум. друк. арк. 2,1
Зам. №	Тираж 100 пр.

Видавець і виготовлювач:
Харківська національна академія міського господарства,
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua
Свідоцтво суб’єкта видавничої справи:
ДК № 4064 від 12.05.2011 р.